تأثیر مدهای بالاتر در تحلیل بارافزون ساختمان‌های بتن‌آرمه تحت اثر زمین‌لرزه‌های نزدیک گسل*

علیرضا مرتضایی(۱) علی خیرالدین(۲)

چکیده در طراحی بر اساس عملکرد، تعیین نیازهای لرزه‌ای یک گام مهم و اساسی در روند طراحی می‌باشد. نیازها را می‌توان به‌کمک روش‌های خطی یا غیرخطی تعیین نمود. دستورالعمل به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، روش‌های تحلیلی مختلفی را به‌منظور ارزیابی و تعیین نیازها معرفی می‌نماید. از آن‌جایی که انتظار می‌رود اعضای سازه‌ای تحت اثر نیروی لرزه‌ای رفتار غیرخطی از خود بروز دهند، لذا منطقی است که در تعیین نیازهای اعضا، روش‌های غیرخطی مورد استفاده قرار گیرند. از بین دو روش غیرخطی، روندهای استاتیکی شامل تحلیل‌های بارافزون نسبت به روندهای تاریخچه زمانی مقبولیت بیش‌تری دارند. لذا در این مقاله به بررسی روش‌های غیرخطی و تفاوت‌های موجود بین روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی برای تخمین نیازهای لرزه‌ای پرداخته می‌شود و نتایج و آثار استفاده از روش‌های بارافزون در تخمین نیاز لرزه‌ای اعضا تحت اثر زمین‌لرزه‌های حوزه‌ی دور و نزدیک مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد.مقایسه‌ی نتایج حاصل از روش بارافزون با نتایج تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی نشان می‌دهد که روش‌های بارافزون در سطوح فوقانی سازه نیازهای لرزه‌ای را در حد پایین‌تری تخمین می‌زنند. این امر اهمیت ارتباط مشارکت مدهای بالاتر را در سازه‌های میان‌مرتبه و بلندمرتبه مشخص می‌نماید.

واژه‌های کلیدی تحلیل بارافزون،زمین‌لرزه حوزه‌ی نزدیک، مدهای بالاتر، توزیع بار جانبی، تغییرمکان نسبی.

Higher Mode Effects in the Pushover Analysis of RC Buildings Subjected to the Near-Fault Ground Motions

A. Mortezaei A. Kheyroddin

Abstract *Accurate identification of seismic hazard and the estimation of associated seismic demands are the key components in the performance-based seismic design (PBSD). Although nonlinear time history (NTH) analysis is the most precise procedure to evaluate the seismic demands of buildings structures, it is relatively complex and time-consuming for routine applications. Nonlinear static procedures (NSPs) are now prevalently used in engineering practice instead of nonlinear time history analysis for the prediction of seismic demands in building structures. Current Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (No. 360) uses invariant load distributions. While those invariant load distributions (such as inverted triangle, uniform, or mass proportional) are based on the assumption that the response is primarily in its fundamental mode of vibration, it can lead to incorrect estimates for structures with significant higher mode contributions.The objective of this paper is evaluation of the assumptions, approximations and limitations of pushover analysis and the differences between static and dynamic methods to estimate seismic demands in building structures subjected to both far- and near-fault ground motions. Analytical results show that lateral load pattern used to estimate demands can have a significant influence on the computed demands. When compared to nonlinear time history estimates, pushover methods tend to underestimate demands at the upper levels signifying the relevance of high mode participation in mid to high rise structures.*

Key Words Pushover analysis; near-fault earthquake; higher modes; lateral load distribution; Drift.

---

* تاریخ دریافت مقاله ۹۰/۳/۲ و تاریخ پذیرش آن ۹۲/۹/۱۱ می‌باشد.

(۱) نویسنده مسؤول: استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد سمنان.

(۲) استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، عضو قطب علمی زیرساخت‌های عمرانی دانشگاه تهران.

مقدمه

در حال حاضر و با گذشت زمان مشخص شده است که پیشنهادها و دستورالعمل‌های موجود در دستورالعمل به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، که اقتباسی از FEMA-356[1] می‌باشد، شامل موارد اساسی برای طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد است. اگرچه این دستورالعمل به‌منظور استفاده در به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود توسعه داده شد، اما عناصر کلیدی این دستورالعمل به گونه‌ای طراحی گردیدند تا ملزومات آینده‌ی استاندارد طراحی بر اساس عملکرد را نیز در خود جای دهد. دستورالعمل به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود[۲]، تقریباً ترکیبی از سه دستورالعمل FEMA-356[1]، FEMA-350[3]و ATC-40[4]می‌باشد. دستورالعمل FEMA-356[1] اساساً یک روش قطعی برای طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد می‌باشد اما FEMA-350[۲]، دستورالعملی برای ساختمان‌های فولادی جدید است و شامل روش‌های احتمالاتی برای ارزیابی عملکرد می‌باشد. دستورالعمل ATC-40[4]گرچه دارای مشترکات زیادی با FEMA-356 می‌باشد اما محدود به ساختمان‌های بتن‌آرمه شده است. اگرچه در بین دستورالعمل‌های فوق تفاوت‌های اساسی به چشم می‌خورد اما این دستورالعمل‌ها دارای موارد مشترکی می‌باشند که در سه گام اساسی زیر خلاصه می‌شوند.

هدف عملکرد در طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد به‌عنوان اولین گام محسوب می‌شود و شامل دو بخش، یعنی سطح عملکرد و سطح خطر،می‌باشد. مواردی مانند آستانه‌ی فروریزش (Collapse Prevention) و ایمنی جانی (Life Safety) نمونه‌هایی از سطوح عملکرد هستند. سطوح خطر معمولاً بر اساس طیف پاسخ توصیف می‌شوندو به‌کمک مشخصات محل کنترل می‌گردند. گام بعدی در ارزیابی بر اساس عملکرد، تخمین نیازهای لرزه‌ای در هر دو اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای ساختمانی است که تحت اثر بارهای زلزله قرار دارد. تعیین نیازهای لرزه‌ای مستلزم توسعه‌ی یک مدل سازه‌ای با پیچیدگی قابل قبول می‌باشد. خطاهای موجود در تخمین نیازهای لرزه‌ای که نتیجه‌ی یک مدل سازه‌ای نامناسب می‌باشند منجر به تولید و توسعه‌ی نتایج گمراه‌کننده در عملکرد سازه می‌گردند. در بخش پایانی از روند تحلیل، نیازهای لرزه‌ای محاسبه می‌شوند و در گام قبل با سطوح قابل قبول خسارت برای حالت‌های مختلف عملکرد مقایسه می‌گردند. اندازه‌گیری عملکرد سازه معمولاً بر اساس شواهد آزمایشگاهی صورت می‌گیرد که یک سطح خسارت را با قسمتی از نیاز لرزه‌ای کمّی می‌نماید.

با توجه به سه گام فوق در طراحی بر اساس عملکرد مشخص است که تعیین نیازهای لرزه‌ای یک گام مهم و اساسی در روند طراحی می‌باشد. نیازها را می‌توان به‌کمک روش‌های خطی یا غیرخطی تعیین نمود. دستورالعمل به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود[۲]،روش‌های تحلیلی مختلفی را به‌منظور ارزیابی و تعیین نیازها معرفی می‌نماید. از آن‌جایی که انتظار می‌رود اعضای سازه‌ای تحت اثر نیروی لرزه‌ای رفتار غیرخطی از خود بروز دهند، لذا منطقی است که در تعیین نیازهای اعضا روش‌های غیرخطی مورد استفاده قرار گیرند.

از بین دو روش غیرخطی، روندهای استاتیکی شامل تحلیل بارافزون (Pushover) نسبت به روندهای تاریخچه‌ی زمانی مقبولیت بیش‌تری دارند [5]. اگرچه تحلیل تاریخچه زمانی روندی قوی در ارزیابی نیروهای لرزه‌ای ساختمان‌ها می‌باشد، اما از آن‌جایی که مستلزم ارزیابی و انتخاب رکوردهای زلزله و تعیین میزان قابلیت اعتماد رکوردهای مذکور می‌باشد، تاحدی پیچیده و وقت‌گیر است. به عبارت دیگر، تحلیل بارافزون در قیاس با تحلیل تاریخچه‌ی زمانی از سادگی و روانی بیش‌تری برخوردار می‌باشد. با این وجود، هم‌چنان مشکلاتی در خصوص انتخاب الگوی

بار جانبی مناسب در این نوع تحلیل وجود دارد. در دستورالعمل‌های لرزه‌ای مختلف، الگوهای متفاوتی هم‌چون توزیع خطی، توزیع یکنواخت و توزیع متناسب با جرم با فرض پاسخ سازه در مد اصلی ارتعاش پیشنهاد شده است که هر یک از این الگوها دارای نقاط ضعفی، خصوصاً در مدهای بالاتر، هستند. به‌منظور رفع این مشکل، روندهای جدیدی توسط چوپرا و گول[6] و جان و همکاران [7] پیشنهاد گردید. اساس این روش‌های پیشنهادی بر پایه‌ی نظریه‌ی ترکیبات مودال بود. با ارزیابی‌های صورت گرفته توسط محققان مشخص گردید که این روندها دارای نقاط ضعفی می‌باشند که در پی آن، روند اصلاح‌شده‌ای از توزیع مودال توسط چوپرا و همکاران [8] پیشنهاد گردید. در این روند اصلاحی، پاسخ غیرالاستیک حاصل از تحلیل بارافزون مد اول با توزیع الاستیک مدهای بالاتر ترکیب می‌شود. هم‌چنین، در سال‌های اخیر، روند بارافزون تطبیقی [9,10] پیشنهاد شده‌است که بازتوزیع نیروهای لختی ناشی از تسلیم اعضای سازه‌ای را نیز در نظر می‌گیرد. آن‌چه که در روندهای مذکور حائز اهمیت می‌باشد، سعی در منظور نمودن میزان مشارکت مدهای بالاتر می‌باشد.

از سوی دیگر، حرکات زمین در مجاورت گسیختگی گسل با حرکات زمین در فواصل دورتر از منبع لرزه‌زا کاملاً متفاوت است. حوزه‌ی نزدیک به گسل معمولاً به فواصل کم‌تر از ۵۰ کیلومتر از گسیختگی اطلاق می‌شود. در این حوزه، حرکات زمین اساساً متأثر از مکانیسم گسیختگی، جهت انتشار گسلش نسبت به ساختگاه و تغییرمکان‌های ماندگار زمین ناشی از حرکات تکتونیکی می‌باشد. تأثیر جهت انتشار گسلش معمولاً سبب یک پالس پریود بلند در راستای عمود بر گسل می‌شود که به آن اثر جهت‌داری (directivity effect) می‌گویند. اثر جهت‌داری و اثر پرتابی زمین از مشخصه‌های اصلی زمین‌لرزه‌های حوزه‌ی نزدیک می‌باشد که سبب افزایش میزان مشارکت مدهای بالاتر سازه می‌شود و می‌بایست به نحو مؤثری در تحلیل و ارزیابی لرزه‌ای سازه‌هامنظور گردند [10]. لذا تمرکز این مقاله بر نتایج و آثار استفاده از روش‌های بارافزون در تخمین نیاز لرزه‌ای اعضا تحت اثر زلزله‌های حوزه‌ی دور و نزدیک و شناخت مزایا و معایب روش‌های پیشنهادی موجود می‌باشد که نیاز به ارائه‌ی یک روند جامع و در عین حال ساده را بیش از پیش مشخص می‌نماید.

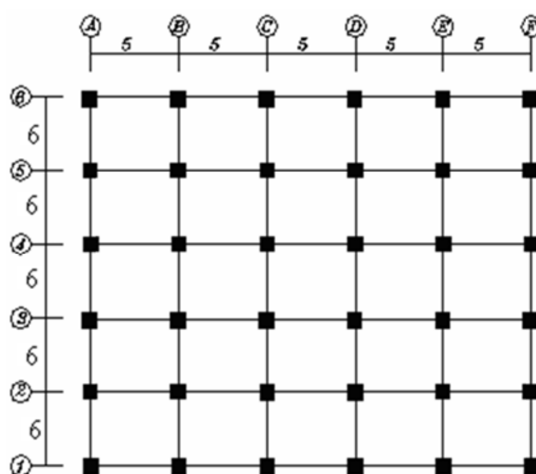
اهداف تحقیق

هدف مقاله‌ی حاضر از این واقعیت ناشی می‌شود که، تحلیل بارافزون در کارهای مهندسی به‌طور گسترده و به‌دلیل در دسترس بودن روندهای استاتیکی غیرخطی در نرم‌افزارهای تجاری مانند SAP2000 و ETABS2000 مورد استفاده قرار می‌گیرد. اگرچه روندهای غیرخطی دارای پیشرفت‌های قابل ملاحظه در استانداردهای لرزه‌ای بوده‌اند اما لازم است محدودیت‌ها و نقص‌های ذاتی در این روندهانیز شناخته شوند. هدف از یک ارزیابی لرزه‌ای، شناخت نیازهای مؤلفه‌های سازه‌ای در طول زلزله است و این‌که آیا این نیازها از ظرفیت اعضا تجاوز خواهند نمود یا خیر. در استانداردهای متداول طراحی (که از ضریب R استفاده می‌نمایند) پاسخ کلی سیستم بر حسب برش پایه و تغییرمکان بام ارزیابی می‌شود. این حالت بدین معنی است که نیازهای محلی توسط نیازهای کلی کنترل می‌گردند. در راستای حل این مشکل، روندهای استاتیکی غیرخطی توسعه داده شدند که تخمین نیازها در هر دو سطح محلی و کلی را تسهیل می‌نماید. اما با این وجود، تحلیل بارافزون، روشی استاتیکی است و نقاط ضعفی دارد. لذا، در این مقاله، در ابتدا، فرضیات و محدودیت‌های روش‌های استاتیکی موجود برای تخمین نیازهای لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی ارزیابی

می‌شود و در ادامه با در نظر گرفتن چهار نوع پیکربندی متفاوت بار جانبی، میزان اعتبار روش‌های استاتیکی موجود برای تعیین نیازهای دینامیکی با مقایسه‌ی پاسخ‌های استاتیکی غیرخطی و تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی بحث و بررسی می‌شود و در پایان با تمرکز بر روی نیازهای محلی اعضا،جزئیات رفتاری بیش‌تری از تأثیر مدهای بالاترتحت اثر زمین‌لرزه‌های حوزه‌ی نزدیک ارائه می‌گردد.

ساختمان‌های مورد بررسی

پلان طبقات ساختمان مورد بررسی در شکل (۱) نمایش داده شده است. ۵ دهانه در راستای شرق- غرب هر یک به طول ۵ متر و ۵ دهانه در راستای شمال- جنوب هر یک به طول ٦ متر، پلانی با ابعاد ۳۰×۲۵ متر را تشکیل داده‌اند. ارتفاع طبقات تیپ ۳٫۲ متر در نظر گرفته شده است.



شکل ۱پلان طبقات ساختمان مورد بررسی

ابعاد اعضای سازه‌ای اعم از تیرها، ستون‌ها و دیوارهای برشی و مقدار فولاد مصرفی در این اعضا به‌گونه‌ای طراحی شده‌اند که الزامات آیین‌نامه‌ای را برآورده می‌نمایند[۱۱]. سیستم مقاوم در برابر بار جانبی در ساختمان‌های ۳، ٦ و ۱۰ طبقه‌ی قاب خمشی و در ساختمان‌های ١٦،١٤ و ۱۹ طبقه‌ی قاب خمشی به‌همراه دیوار برشی (سیستم مختلط) است. اتصال تمامی ستون‌ها و دیوارهای برشی به شالوده به‌صورت گیردار می‌باشد. بار مرده‌ی طبقات $550\,{}^{kg}\!/_{m^2}$، بار مرده‌ی بام $600\,{}^{kg}\!/_{m^2}$، بار مرده‌ی ناشی از پارتیشن $100\,{}^{kg}\!/_{m^2}$، بار مرده‌ی دیوارهای خارجی $250\,{}^{kg}\!/_{m^2}$، بار زنده‌ی طبقات $200\,{}^{kg}\!/_{m^2}$ و بار زنده‌ی بام $150\,{}^{kg}\!/_{m^2}$ می‌باشد. مقاومت ۲۸ روزه‌ی نمونه‌ی استوانه‌ای بتن $250\,{}^{kg}\!/_{m^2}$ و مقاومت تسلیم فولادهای طولی $4000\,{}^{kg}\!/_{m^2}$ و مقاومت تسلیم فولادی عرضی $3000\,{}^{kg}\!/_{m^2}$ در نظر گرفته شدند.

مطالعه‌ی مقایسه‌ای نیازهای لرزه‌ای

به‌منظور مقایسه‌ی نیازهای لرزه‌ای، ساختمان‌های توصیف شده در بخش قبل با استفاده از روندهای استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی مورد ارزیابی قرار می‌گیرند.

تحلیل بارافزون معمولاً به دو روش کنترل بر اساس نیرو(Force control) و یا کنترل بر اساس تغییرمکان(Displacement control) صورت می‌گیرد. در حالت اول، سازه تحت اثر توزیع نموی نیروهای جانبی و تغییرمکان نموی محاسبه‌شده قرار می‌گیرد. در حالت دوم، سازه تحت اثر مقادیر تغییرمکان‌ها قرار می‌گیرد و نیروهای جانبی موردنیاز برای تولید تغییرمکان‌های مربوط محاسبه می‌شوند. به‌طور معمول، از آن‌جایی که پروفیل تغییرشکل سازه مشخص نمی‌باشد و تخمینی از توزیع جانبی نیروها باید صورت گیرد، لذا معمولاً از حالت کنترل بر اساس نیرو استفاده می‌شود. برای حالت کنترل براساس تغییرمکان، کاربر باید حداکثر تغییرشکل هدف را برای سازه مشخص نماید. این مقدار به تعداد گام‌های بارگذاری تقسیم

می‌شود و به‌صورت نموی به سازه وارد مـی‌شـود[۱۱]. در حالت کنترل بر اساس نیـرو کـه در ایـن مقالـه نیـز مورد استفاده قرار گرفته است، توزیع بارهای جانبی بـه شـکل‌هـای ذیـل در نظـر گرفتـه مـی‌شـوند کـه بـه اختصاربه‌صورت زیر بیان می‌گردند:

NSP-1: توزیع خطی (مثلث وارونه)

NSP-2: توزیع یک‌نواخت

NSP-3: توزیع تطبیقی مودال

NSP-4: توزیع نمایی تعمیم‌یافته

توزیع یک‌نواخـت شـامل توزیـع ثابـت نیروهـای جانبی در سراسر ارتفاع ساختمان بدون توجـه بـه وزن طبقات می‌باشد. افزایش نیرو در هر گام برای طبقـه‌ی i از رابطه‌ی زیر به‌دست می‌آید:

$$\Delta F_i = \frac{\Delta V_b}{N} \qquad (۱)$$

که ΔV_b مقدار افزایش در برش پایـه سـازه و N تعـداد کل طبقات ساختمان است.

توزیـــع خطـــی (مثلـــث وارونـــه) کـــه اغلـــب در آیین‌نامه‌های ساختمانی پیشنهاد می‌شود، با ایـن فـرض است که سازه تحت اثر یک توزیع خطی از شـتاب در سراسر ارتفاع ساختمان قرار دارد. افزایش نیـرو در هـر گام برای طبقه‌ی i از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$\Delta F_i = \frac{W_i.h_i}{\sum_{i=1}^{N} W_i.h_i} \Delta V_b \qquad (۲)$$

که در آن W_i وزن طبقـه‌ی i، h_i ارتفـاع طبقـه‌ی i از تراز پایه و ΔV_b افزایش برش پایه ساختمان است.

توزیـع نمـایی تعمـیم‌یافتـه بـرای منظـور نمـودن تغییرات متفاوت شتاب طبقات با ارتفـاع طبقـه بـه‌کـار می‌رود. این توزیـع بـا هـدف منظـور نمـودن مـدهای مختلـف تغییرشـکل و تـأثیر مـدهای بـالاتر در پاسـخ سازه‌ی مـورد اسـتفاده قـرار مـی‌گیـرد. توزیـع مطـابق رابطه‌ی زیر صورت می‌گیرد:

$$F_i = \frac{W_i h_i^K}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j^K} V \qquad (۳)$$

که در آن F_i نیـروی جـانبی وارد بـر طبقـه‌ی i، W_i وزن طبقه‌ی i، h_i ارتفاع طبقه‌ی i از تراز پایـه و V بـرش پایه‌ی طراحی است. مقدار K از رابطه‌ی زیـر محاسـبه می‌گردد.

$$K=0.5T+0.75 \qquad (٤)$$

که در آن T پریود سازه می‌باشد. برای زمان تناوب اصلی کوچک‌تر از ۰/۵ ثانیه ($T \le 0.5$) مقـدار K برابـر یـک و بـرای زمـان تنـاوب اصـلی بـزرگ‌تـر از ۲/۵ ($T \ge 2.5$) مقدار K برابر ۲ انتخاب می‌شـود. هنگـامی که مقدار توان وابسته به پریود سازه، K، برابر ۱ باشـد، توزیع بارجانبی به‌صـورت یـک توزیـع مثلثـی وارونـه خواهد بود.

در توزیـــع تطبیقـــی مـــودال(Modal adaptive distribution)که بـه‌طـور قابـل‌ملاحظـه‌ای متفـاوت از روش‌های قبل می‌باشد، افزایش نیروهای طبقه‌ی ثابـت نیست. توزیع ثابت در سراسر یک تحلیل افزاینده، سازه را وادار به پاسخ در یک شکل خاص می‌نماید. توزیـع نیروها اغلـب بـر اسـاس توزیـع نیـرو در یـک پاسـخ الاستیک انتخاب می‌شود. با این وجـود، واضـح اسـت زمانی که سازه وارد محدوده‌ی غیرالاستیک مـی‌گـردد، توزیع الاستیک نیروها دیگر قابل کاربرد نمی‌باشد. اگـر نیروهای بارافزون بر اساس توزیع جدید سختی اصلاح نشوند، سازه به روشی مجبور به پاسخگویی مـی‌گـردد که با رفتار آن در حـین زلزلـه کـاملاً متفـاوت خواهـد بـود[۱۱]. لـذا در ایـن روش، از آن‌جـایی کـه پاسـخ غیرالاستیک سازه، ماتریس سـختی را تغییـر مـی‌دهـد، اشکال مودی نیز تحت تأثیر قرار خواهند گرفت و یک توزیع متناسب با اشکال مودی این تغییرات را در نظـر خواهد گرفت. اگر مد اصلی سازه در نظر گرفته شـود،

مقدار افزایش در توزیع نیرو به‌صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\Delta F_i = \frac{W_i \varphi_{i1}}{\sum_{i=1}^{N} W_i \varphi_{i1}} V_b - F_i^{old} \quad (۵)$$

که ϕ_{i1} مقدار مدشکل اول در طبقه‌ی i، V_b برش پایه‌ی جدید سازه و F_i^{old} نیرو در طبقه‌ی *i* در گام بارگذاری قبلی می‌باشد. توزیع تطبیقی مودال ممکن است با منظور نمودن مدهای بیش‌تری به‌کار رود. در این حالت اشکال مدی به‌کمک روش SRSS ترکیب می‌شوند و بر طبق ضریب مشارکت مودی خود مقیاس می‌گردند. نیروی افزایشی در طبقه‌ی i به‌صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\Delta F_i = \frac{W_i \left[\sum_{j=1}^{nm} \left(\varphi_{ij}\Gamma_j\right)^2\right]^{\frac{1}{2}}}{\sum_{l=1}^{n} W_l \left[\sum_{j=1}^{nm} \left(\varphi_{lj}\Gamma_j\right)^2\right]^{\frac{1}{2}}} V_b - F_i^{old} \quad (٦)$$

که ϕ_{ij} مقدار مدشکل j در طبقه‌ی i، Γ_j ضریب مشارکت مدی برای مد j، V_b برش پایه‌ی جدید سازه و F_i^{old} نیرو در طبقه‌ی i در گام بارگذاری قبلی می‌باشد.

تغییرمکان هدف

هر یک از ساختمان‌های مذکور تحت اثر چهار الگوی بار جانبی قرار می‌گیرند تا مرکز جرم بام به تغییرمکان هدف مشخص برسد (در تحلیل استاتیکی غیرخطی مرکز جرم بام به‌عنوان نقطه‌ی کنترل تغیرمکان سازه انتخاب می‌شود). تغییرمکان‌های هدف با استفاده از مقادیر مندرج در دستورالعمل به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود[۲] محاسبه می‌شوند. تغییرمکان هدف برای سازه با دیافراگم صلب باید با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه برآورد گردد. به‌عنوان یک روش تقریبی می‌توان مقدار تغییرمکان هدف را از رابطه‌ی زیر محاسبه نمود:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (٧)$$

که در آن T_e زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان، C_0 ضریب اصلاح برای ارتباط تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه‌ی آزادی به تغییرمکان بام سیستم چند درجه‌ی آزادی، C_1 ضریب تأثیرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای بر تغییرمکان‌ها به دلیل رفتار غیرارتجاعی، C_3,C_2 ضرایبی که بر اساس مقادیر مندرج در دستورالعمل محاسبه می‌شوند و S_a شتاب طیفی است. لذا با توجه به موارد مذکور، تغییرمکان هدف ساختمان‌های مورد بررسی محاسبه شدند که مقادیر آن‌ها در جدول (۱) آورده شده است.

شتاب‌نگاشت‌های در نظر گرفته‌شده برای تحلیل

به‌منظوردر نظر گرفتن حرکات زمین با مشخصات متفاوت، رکوردهای حوزه‌ی دور و حرکات زمین حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر جهت‌داری پیش‌رونده و اثر پرتابی زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند. برای انجام تحلیل‌های غیرخطی، پس از بررسی‌های مختلف، ۲۱ رکورد به‌منظور پوشش محدوده‌ای از محتوای فرکانسی، مدت زمان و دامنه انتخاب شدند که جزئیات آن‌ها در جدول (٤-۲) نمایش داده شده است.

انتخاب رکوردهای حوزه‌ی نزدیک بر اساس دو خصوصیت اصلی می‌باشد. اولاً این حرکات دارای PGV قابل ملاحظه‌ای در مقایسه با رکوردهای حوزه‌ی دور معمولی هستند. ثانیاً رکوردهای حوزه‌ی نزدیک، به‌واسطه‌ی اثرات جهت‌داری حاوی پالس‌های سرعت پریود بلندی می‌باشند. بر خلاف رکوردهای حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر جهت‌داری پیش‌رونده که پالس‌های سرعت دو طرفه(Two sided velocity pulses) تولید می‌نمایند، رکوردهای حوزه نزدیک

حاوی اثر پرتابی زمین معمولاً با پالس‌های سرعت یک‌طرفه(Single sided velocity peak)شناسایی می‌شوند. این پالس‌های سرعت یک‌طرفه، جهش‌های استاتیکی بزرگی در انتهای تاریخچه‌ی زمانی تغییرمکان تولید می‌نمایند. این جهش‌های استاتیکی نماینده‌ی تغییرشکل تکتونیکی در صفحه‌ی گسیختگی هستند [12]. به‌منظور تسهیل در مقایسه‌ی نتایج با تحلیل‌های بارافزون، زلزله‌های انتخاب‌شده به‌گونه‌ای مقیاس‌بندی شدند که حداکثر تغییرمکان بام حاصل از تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی برابر با تغییرمکان هدف محاسبه‌شده برای هر ساختمان باشد. یک روش متداول برای این هدف مقیاس نمودن حرکات زمین به‌گونه‌ای است که شتاب طیفی در پریود پایه با طیف طراحی یکسان شود. روش مذکور برای مقیاس‌بندی حرکات زمین بر اساس دستورالعمل پیشنهادی FEMA برای حداکثر تغییرمکان موردانتظار بام است.

جدول ۱ تغییرمکان هدف ساختمان‌های مورد بررسی

ساختمان‌های بتن‌آرمه	۳طبقه	۶طبقه	۱۰طبقه	۱۴طبقه	۱۶طبقه	۱۹ طبقه
زمان تناوب (ثانیه)	۰٫۷۴	۱٫۱۶	۱٫۵	۱٫۸۸	۲٫۲۴	۲٫۹۲
ضریب بازتاب	۱/۹۲	۱/۴۳	۱/۲۰	۱/۰۳	۰/۹۲	۰/۷۷
تغییرمکان هدف (سانتی‌متر)	۹/۱	۱۷/۲	۲۴/۲	۳۲/۵	۴۱/۳	۵۸/۷

جدول ۲ رکوردهای حوزه‌ی دور مورداستفاده در تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی

ردیف	زلزله	سال	ایستگاه	مولفه	بزرگا (M_w)	فاصله تا گسل(km)	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)
۱	Kern County	۱۹۵۲	Taft	111	۷/۴	۸۱	۰/۱۷	۱۷/۴۷	۸/۸۳
۲	Tabas	۱۹۷۸	Dayhook	TR	۷/۴	۱۰۷	۰/۴	۲۶/۱۷	۹/۱
۳	Imperial Valley	۱۹۷۹	Calexico	225	۶/۵	۹۰/۶	۰/۲۷	۲۱/۲۳	۸/۹۸
۴	Loma Prieta	۱۹۸۹	Presidio	000	۶/۹	۸۳/۱	۰/۰۹۹	۱۲/۹۱	۴/۳۲
۵	Loma Prieta	۱۹۸۹	Cliff House	90	۶/۹	۸۴/۴	۰/۱۰۷	۱۹/۷۸	۵/۰۶
۶	Manjil	۱۹۹۰	Abbar	L	۷/۳۷	۷۴	۰/۵۱	۴۲/۴۶	۱۴/۹۲
۷	Kocaeli	۱۹۹۹	Ambarli	90	۷/۴	۷۸/۹	۰/۱۸	۳۳/۲۲	۲۵/۸۴

جدول ۳رکوردهای حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر جهت‌داری مورداستفاده در تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی

ردیف	زلزله	سال	ایستگاه	مولفه	بزرگا (Mw)	فاصله تا گسل(km)	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)
۱	Tabas	۱۹۷۸	Tabas	TR	۷/۴	۳	۰/۸۵	۱۲۱/۲۲	۹۵/۰۶
۲	Loma Prieta	۱۹۸۹	LGPC	00	۷/۰	۱/۳	۰/۵۶	۹۴/۷۱	۴۱/۱۳
۳	Cape Mendocino	۱۹۹۲	Petrolia	90	۷/۱	۹/۵	۰/۶۶	۸۹/۶۸	۲۸/۹۹
۴	Erzincan	۱۹۹۲	Erzincan	NS	۶/۹	۲	۰/۵۱	۸۳/۹۵	۲۷/۶۶
۵	Northridge	۱۹۹۴	Rinaldi	228	۶/۷	۷/۱	۰/۸۳	۱۶۶/۰۳	۲۸/۱۵
۶	Northridge	۱۹۹۴	Sylmar	360	۶/۷	۶/۴	۰/۸۴	۱۲۹/۳	۳۱/۹۲
۷	Bam	۲۰۰۳	Bam	L1	۶/۵	۷	۱/۰۹	۱۳۱/۲۶	۸۹/۲۴

جدول ٤ رکوردهای حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر پرتابی مورداستفاده در تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی

ردیف	زلزله	سال	ایستگاه	مولفه	بزرگا (Mw)	فاصله تا گسل(km)	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)
۱	Kocaeli	۱۹۹۹	Sakarya	90	٧/٤	٣/١	٠/٣٧	٧٩/٤٩	٧٠/٥٦
۲	Chi-Chi	۱۹۹۹	TCU052	N	٧/٦	٠/٢٤	٠/٤١	١١٨/٥١	٢٤٦/٢٧
۳	Chi-Chi	۱۹۹۹	TCU052	W	٧/٦	٠/٢٤	٠/٣٤	١٥٩/٠٤	١٨٤/٥١
٤	Chi-Chi	۱۹۹۹	TCU068	N	٧/٦	١/٠٩	٠/٤٦	٢٦٣/١	٤٣٠/٠
٥	Chi-Chi	۱۹۹۹	TCU068	W	٧/٦	١/٠٩	٠/٥٦	١٧٦/٦٥	٣٢٤/٢٧
٦	Chi-Chi	۱۹۹۹	TCU072	W	٧/٦	١/٧٩	٠/٣	١١٢/٤٧	٨٩/٢٣
٧	Chi-Chi	۱۹۹۹	TCU128	W	٧/٦	٩/٧	٠/١٣٩	٧٣/٠٦	٩٠/٦٦

ارزیابی نیازهای لرزه‌ای

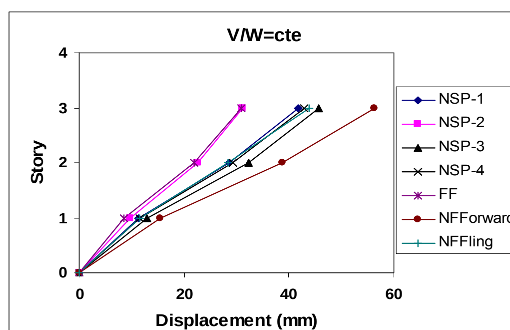
نیازهای تخمین‌زده شده با استفاده از روندهای مختلف غیرخطی در سطوح محلی، طبقه و کلی مورد ارزیابی قرار می‌گیرند. منظور از نیازهای کلی، حداکثر تغییرمکان بام و نمودار برش پایه در مقابل تغییرمکان بام می‌باشد. در سطح طبقه، مقادیر تغییرمکان نسبی بین طبقات مقایسه می‌شوند. در پایان، نیازهای محلی به‌صورت منحنی‌های ظرفیت و شکل‌پذیری المان‌های تیر و ستون مورد ارزیابی قرار می‌گیرند. به‌طور کلی، اندازه‌گیری این تغییرشکل‌ها پایه‌ای را به‌منظور مقایسه‌ی تأثیر روش‌های استاتیکی بارافزون برای تخمین نیازهای حاصل از اثرات لرزه‌ای فراهم می‌نماید.

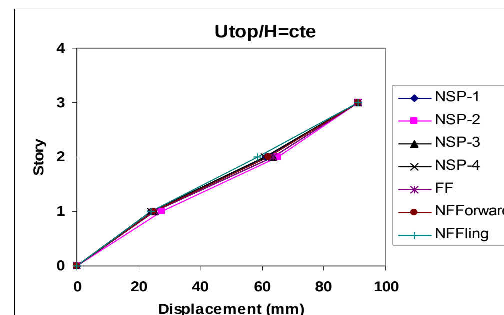
نیازهای کلی

به‌منظور مقایسه‌ی مستقیم نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی و نیازهای حاصل از تحلیل بارافزون با استفاده از چهار الگوی بار جانبی، مقدار متوسط حاصل از تحلیل‌های تاریخچه زمانی به‌همراه مقادیر بارافزون در شکل‌های(٤–٢) آورده شده است. در این اشکال NSP-1 الی NSP-4 توزیع‌های مختلف بار جانبی که در بخش قبل بیان گردید، FF مقدار متوسط نیاز حاصل از زلزله‌های حوزه‌ی دور، NFForward مقدار متوسط نیاز حاصل از زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر جهت‌داری و NFFling مقدار متوسط نیاز حاصل از زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر پرتابی می‌باشد.

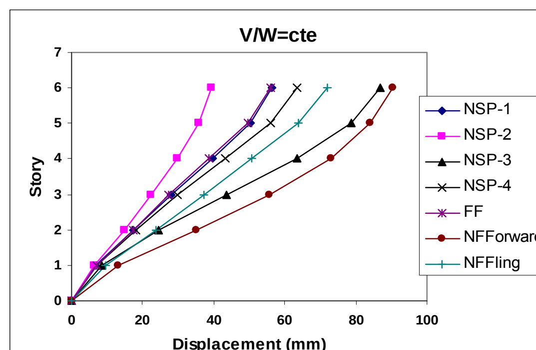
نتایج حاصل از تحلیل ساختمان ۳ طبقه نشان می‌دهد، حالت الگوی توزیع بار یکنواخت به مقادیر زلزله‌های حوزه‌ی دور نزدیک‌تر است و حالت الگوی توزیع مثلث معکوس و نمایی تعمیم یافته به مقادیر حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر پرتابی نزدیک‌تر می‌باشد.

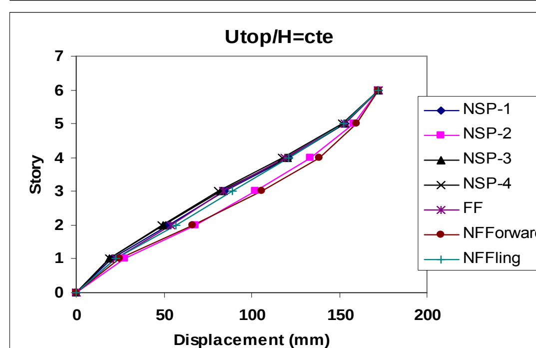
نتایج تحلیل در ساختمان ٦ طبقه نشان می‌دهد حالت الگوی توزیع مثلث معکوس به مقادیر حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی زلزله‌های حوزه‌ی دور نزدیک‌تر می‌باشد. از بین الگوهای بارگذاری استاتیکی غیرخطی الگوی توزیع یک‌نواخت کم‌ترین مقدار و الگوی توزیع تطبیقی مودال بیش‌ترین مقدار را دارا می‌باشند. هیچ‌یک از الگوهای توزیع بار قادر به پوشش مقادیر نیاز رکوردهای حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر جهت‌داری نیستند. به بیان دیگر، در این حالت روند استاتیکی غیرخطی با توزیع بارهای متفاوت نه تنها محافظه‌کارانه نمی‌باشد بلکه مقادیر نیاز را در حد پایین‌تری تخمین می‌زند.





شکل ۲منحنی مقادیر حداکثر تغییرمکان طبقات حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی و بارافزون ساختمان ۳ طبقه در حالات برش پایه ثابت و تغییرمکان هدف ثابت



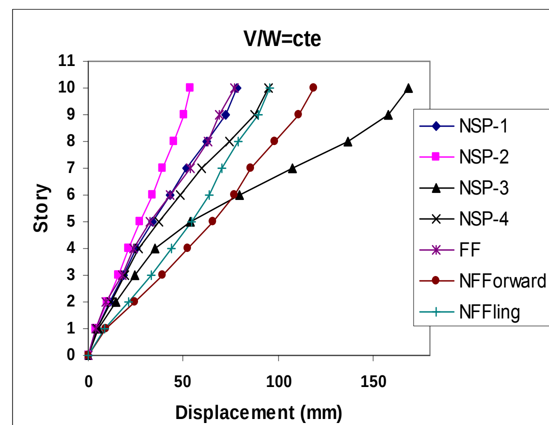


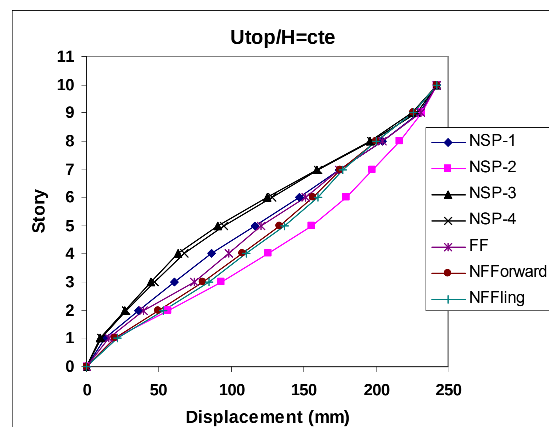
شکل ۳منحنی مقادیر حداکثر تغییرمکان طبقات حاصل از تحلیل تاریخچه‌زمانی و بارافزون ساختمان ٦ طبقه در حالات برش پایه ثابت و تغییرمکان هدف ثابت

نتایج تحلیلی ساختمان ۱۰ طبقه نشان می‌دهد که حالت الگوی توزیع بار مثلث معکوس به مقادیر زلزله‌های حوزه‌ی دور نزدیک‌تر می‌باشد. الگوی توزیع تطبیقی مودال مقادیر نیازها را در طبقات فوقانی ساختمان در حد بالایی تخمین می‌زند که این امر به‌دلیل تأثیر مدهای بالاتر می‌باشد. در نیمه‌ی تحتانی ساختمان هیچ‌یک از الگوهای توزیع بار قادر به پیش‌بینی نیازهای حاصل از زلزله‌های حوزه‌ی دور نمی‌باشند. لذا هیچ‌یک از الگوهای توزیع بار قادر به پوشش کامل مقادیر نیاز رکوردهای حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر جهت‌داری و اثر پرتابی نیستند.

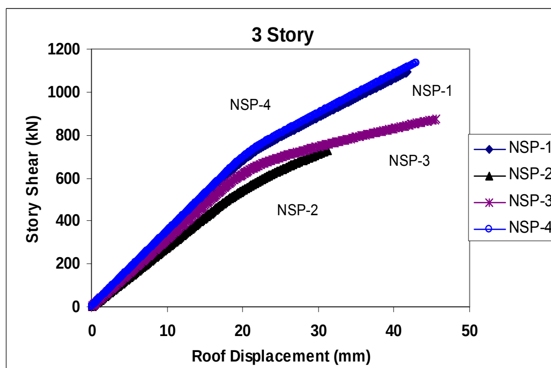
نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و استاتیکی غیرخطی (بارافزون) با چهار نوع الگوی بارجانبی برای ساختمان ۱۰ طبقه در حالت تغییرمکان هدف ثابت نشان می‌دهد انحراف حالت‌های مختلف الگوی توزیع بار نسبت به ساختمان ٦ طبقه بیش‌تر می‌باشد. از بین این حالت‌های مختلف، الگوی توزیع بار یک‌نواخت، بیش‌ترین مقدار و الگوی توزیع تطبیقی مودال کم‌ترین مقدار را دارا می‌باشند. الگوی توزیع بار یک‌نواخت مقادیر نیازها را در سطوح میانی ساختمان در حد بالاتری تخمین می‌زند.

نتایج حاصل از تحلیل نشان می‌دهند که نیازهای تغییرمکان‌های طبقه ناشی از روش‌های غیرخطی همیشه محافظه‌کارانه نیستند. به‌طور دقیق‌تر می‌توان گفت که روش‌های تحلیل غیرخطی برای رکوردهای حوزه‌ی دور همواره محافظه‌کارانه است ولی برای زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک همیشه این‌طور نمی‌باشند.مقایسه بین پاسخ‌های تاریخچه زمانی حرکات مختلف زمین نشان می‌دهد که رکوردهای حوزه‌ی دور معمولاً نسبت به رکوردهای حوزه‌ی نزدیک دارای تغییرپذیری بیش‌تری در نیازها هستند.

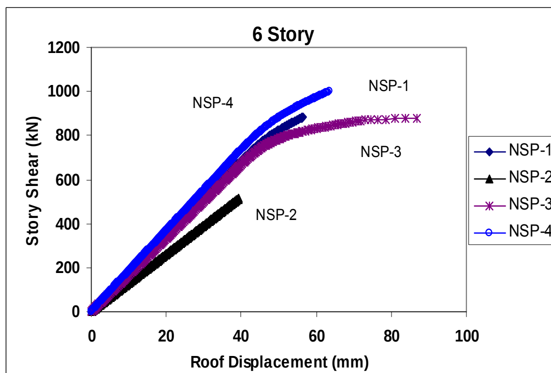




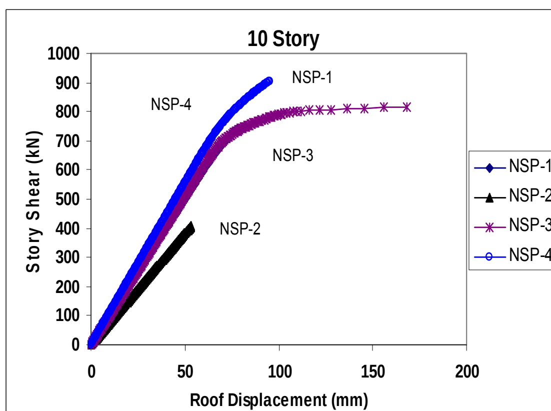
شکل ٤ منحنی مقادیر حداکثر تغییرمکان طبقات حاصل از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی و بارافزون ساختمان ۱۰ طبقه در حالات برش پایه ثابت و تغییرمکان هدف ثابت



شکل ٥منحنی ظرفیت ساختمان ۳ طبقه



شکل ٦ منحنی ظرفیت ساختمان ٦ طبقه



شکل ۷منحنی ظرفیت ساختمان ۱۰ طبقه

منحنی‌های ظرفیت که نشان‌دهنده‌ی برش پایه‌ی کل (بر حسب وزن ساختمان) در مقابل تغییرمکان بام می‌باشند، در شکل‌های(۷-٥) برای تمامی ساختمان‌ها نمایش داده شده‌اند. تسلیم اولیه‌ی یک عضو در ابتدا زمانی اتفاق می‌افتد که ازالگوی NSP-1 استفاده می‌شود. الگوی بارگذاری NSP-2 سبب تولید پاسخی با کم‌ترین سختی و پایین‌ترین ظرفیت برش پایه می‌گردد. تفاوت در ظرفیت برش پایه بین الگوهای مختلف با افزایش طبقات کاهش می‌یابد. تفاوت در ساختمان‌های بلندتر واضح‌تر است؛ زیرا افزایش طبقات سبب تغییرات بیش‌تر در زمان تناوب اصلی ساختمان می‌گردد.

اطلاعات ارائه شده در اشکال فوق نشان‌دهنده‌ی مقادیر اصلی نیاز در سطح کلی می‌باشند. شکل‌پذیری سیستم معمولاً با استفاده از پاسخ نشان داده شده در اشکال (۷-٥) ارزیابی می‌شود. این شکل حاوی دو مؤلفه‌ی کاهش یا ضریب R مورد استفاده در آیین‌نامه‌های ساختمانی است. تفاوت بین تسلیم اولیه‌ی

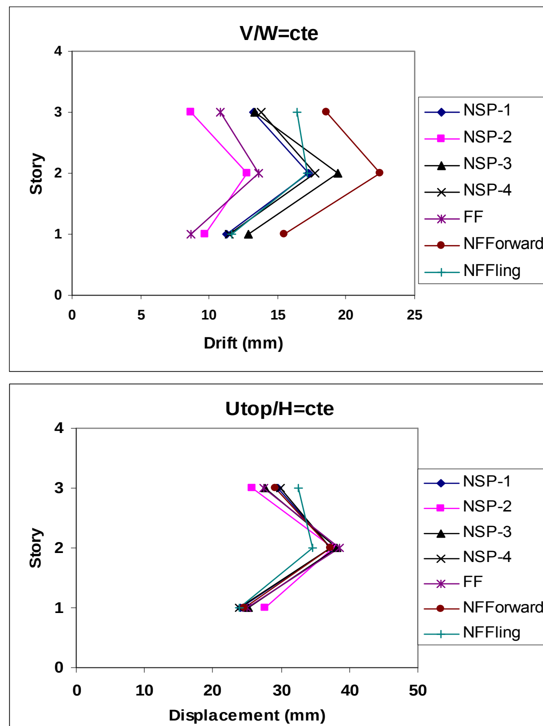
یک عضـو و تسـلیم نهـایی سیسـتم حـاوی اطلاعـاتی درخصوص توانایی سیستم در تغییرشکل‌های زیاد بعـد از مرحله‌ی تسلیم می‌باشد که نماینده‌ی ضریب کاهش بر اساس شکل‌پذیری می‌باشد. سؤالی که در این مقالـه به‌دنبال پاسخ‌گویی آن هستیم ایـن اسـت کـه آیـا ایـن مقـادیر کـاهش، ارزیـابی کـافی و درسـتی از عملکـرد سـاختمان دارنـد یـا خیـر. در بخـش بعـدی نیازهـای بیش‌تری از سازه با استفاده از اطلاعات به‌دست آمده از تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی به‌عنوان مقـادیر مبنا مورد ارزیابی قرار می‌گیرند.

نیازهای سطح طبقه

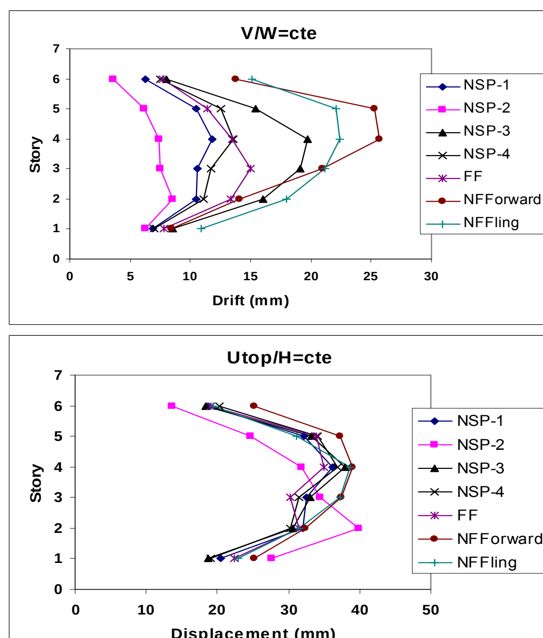
اهمیت تغییرمکان نسـبی بـین طبقـات بـه‌عنـوان یـک شاخص مهم از عملکرد ساختمان مـدت‌هـا اسـت کـه شناخته شده است. در طول یک زلزله، تغییرمکـان‌هـای بین طبقات همراه با زمـان و تغییـر مـدهای سـاختمان تغییر می‌کنند. به عبارت دیگر، روش‌های بارافزون کـه از الگوهـای بـار ثابـت اسـتفاده مـی‌نماینـد، الگـوی سازگاری از نیازهای بین طبقاتی تـا حـد تسـلیم اولیـه تولید می‌نمایند. بعـد از آن نیازهـای طبقـه بـه‌صـورت محلی شده و بستگی به سطح طبقه دارد. نیازهای بـین طبقات در اشکال (۱۰-۸) نشان داده شده است.

نتایج حاصـل از تحلیـل بـرای سـاختمان ۳ طبقـه نشـان مـی‌دهـد کـه کلیـه‌ی الگوهـا دارای رونـدی یک‌نواخت هستند و مقدار تغییرمکان نسبی در طبقـه‌ی دوم افزایش می‌یابد. از بین الگوهای بارگذاری، توزیـع یک‌نواخت کم‌ترین مقـدار تغییرمکـان نسـبی و توزیـع تطبیقی مودال بیش‌ترین مقدار را دارا می‌باشد.

نتایج حاصل در ساختمان ٦ طبقه نشان می‌دهد که نسبت بـه سـاختمان ۳ طبقـه الگوهـا دارای پراکنـدگی بیش‌تری می‌باشند. اما به‌طـور کلـی مقـادیر تغییرمکـان نسبی در طبقات فوقانی سازه مخصوصاً طبقه‌ی چهـارم افزایش می‌یابـد. از بـین الگوهـای بارگـذاری، توزیـع یک‌نواخت کم‌ترین مقـدار تغییرمکـان نسـبی و توزیـع تطبیقی مودال بیش‌ترین مقدار را دارا می‌باشد.

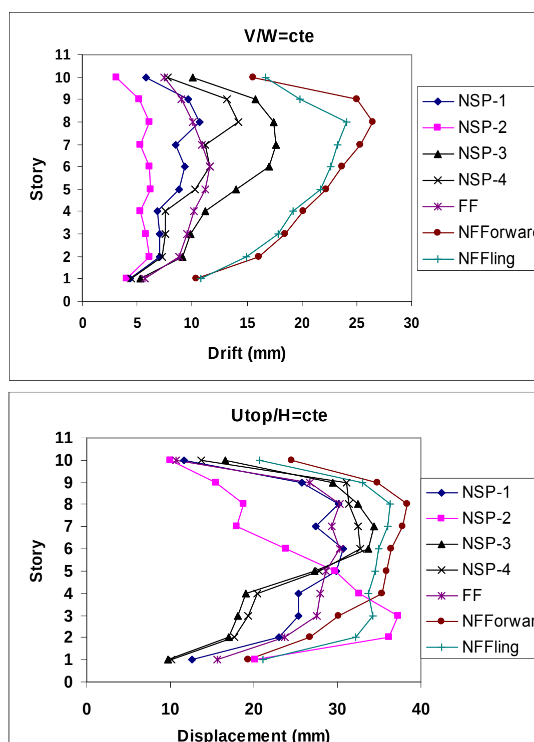


شکل ۸منحنی مقادیر تغییرمکان نسبی حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی و بارافزون ساختمان ۳ طبقه



شکل ۹ منحنی مقادیر تغییرمکان نسبی حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی و بارافزون ساختمان ٦ طبقه

همان‌طورکه از شکل مشخص است، هیچ‌یک از الگوهای توزیع بار قادر به پوشش کامل مقادیر نیاز رکوردهای حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر جهت‌داری و پرتابی در بخش فوقانی سازه نیستند. علی‌رغم آن‌که الگوی توزیع تطبیقی مودال قادر به انعکاس مدهای بالاتر سازه می‌باشد اما، این الگو نتوانسته در قسمت بالای ساختمان رکوردهای حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر جهت‌داری را پوشش دهد. به بیان دیگر، در این حالت روند استاتیکی غیرخطی با توزیع بارهای متفاوت نه تنها محافظه‌کارانه نمی‌باشد بلکه مقادیر نیاز را در حد پایین‌تری تخمین می‌زند.



شکل ۱۰ منحنی مقادیر تغییرمکان نسبی حاصل از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی و بارافزون ساختمان ۱۰ طبقه در حالات برش پایه ثابت و تغییرمکان هدف ثابت

هم‌چنین، نتایج در ساختمان ۱۰ طبقه نشان می‌دهد که مقادیر تغییرمکان نسبی در طبقات فوقانی سازه افزایش می‌یابد. از بین الگوهای بارگذاری، توزیع یک‌نواخت کم‌ترین مقدار تغییرمکان نسبی و توزیع تطبیقی مودال بیش‌ترین مقدار را دارا می‌باشد. همان‌طورکه از شکل مشخص است، هیچ‌یک از الگوهای توزیع بار قادر به پوشش کامل مقادیر نیاز رکوردهای حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر جهت‌داری و پرتابی در طبقات مختلف سازه نیستند. یعنی از آن‌جایی که الگوی توزیع تطبیقی مودال مدهای بالاتر سازه را نیز در نظر می‌گیرد توانسته در قسمت بالای ساختمان تا حدودی نزدیک به رکوردهای حوزه نزدیک حاوی اثر جهت‌داری و پرتابی باشد. به بیان دیگر، در این حالت روند استاتیکی غیرخطی با توزیع بارهای متفاوت نه تنها محافظه‌کارانه نمی‌باشد بلکه مقادیر نیاز را در حد پایین‌تری تخمین می‌زند.

همان‌طورکه ملاحظه شد، در این بخش نیازهای لرزه‌ای ارائه گردید و به دنبال آن مقادیر متوسط حاصل از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی با نیازهای حاصل از روش بارافزون مقایسه گردید. در حالی‌که زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک بیش‌ترین نیازها را در طبقات فوقانی اعمال می‌کنند، مواردی وجود دارند که نیازهای بزرگ‌تر در سطوح متفاوتی اتفاق می‌افتند. به‌طور کلی، روش‌های بارافزون متداول نیازهای طبقه را در سطوح پایین‌تر در حدی بالا و در سطوح بالاتر در حد پایین‌تری تخمین می‌زنند. بر خلاف حالت فوق، روش بارافزون جدید (توزیع تطبیقی مودال) نیازهای طبقه را در سطوح پایین‌تر در حد خوبی تخمین می‌زند و در سطوح بالاتر قادر به پوشش کامل زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک نمی‌باشد. با افزایش طبقات و ارتفاع ساختمان (زمان‌های تناوب اصلی بزرگ‌تر) انحرافات بیش‌تری به چشم می‌خورد. لذا می‌توان نتیجه گرفت که منحنی‌های ظرفیت طبقه، که نتیجه‌ی روش‌های بارافزون می‌باشند، را می‌بایست به‌منظور تکمیل یافته‌های حاصل از روندهای غیرخطی مورد استفاده قرار داد. زیرا در مقایسه با پاسخ‌های مشابه به‌دست آمده از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی، روش‌های

استاتیکی نمی‌توانند به‌طور مناسبی نیازها را در امتداد ارتفاع ساختمان پیش‌بینی نمایند.

نیازهای محلی اعضا

در بخش پایانی ارزیابی، نیازها در سطح یک عضو مورد بررسی قرار می‌گیرند. از آن‌جایی که نیازهای طبقه منعکس‌کننده‌ی رفتار اعضا در آن طبقه می‌باشند لذا منطقی است که انتظار داشته باشیم نیازهای محلی اعضای سازه‌ای با نیازهای طبقه مرتبط باشند. بر اساس تغییرمکان‌های نسبی و منحنی‌های ظرفیت طبقه، که در اشکال فوق ارائه شدند، نیازهای شکل‌پذیری در سطوح طبقات بحرانی در جدول‌های (۷-٥) خلاصه می‌گردند. جداول شامل مقادیر در سطح کلی و سطح عضو می‌باشند. فقط گروهی از اعضای سازه‌ای و طبقاتی که نیازهای حداکثر را تجربه نمودند، نمایش داده شده است.

جدول ٥ خلاصه‌ای از نیازهای شکل‌پذیری برای ساختمان ۳ طبقه تحت اثر الگوهای مختلف بار جانبی

طبقه	نیازها	NSP-1	NSP-2	NSP-3	NSP-4
کلی		۳/٤	۳/۹	٥/۱	٤/۲
طبقه اول	طبقه	٤/۱	۸/٤	۱۱/٥	۹/٤
	ستون	٤/۸	۱۲/۲	۱٥/۱	۱۳/٦
	تیر	٥/۰	۱۱/۲	۱٤/٤	۱۲/۸
طبقه دوم	طبقه	٤/۸	٦/٤	۷/۱	٦/۸
	ستون	۳/۸	۳/۰	٤/۸	٤/۱
	تیر	۸/۳	۹/۹	۹/۱	۸/۹
طبقه سوم	طبقه	٤/۹	۳/٥	۲/٤	۲/۹
	ستون	۳/۱	٤/۸	۳/٤	٤/۱
	تیر	۸/۰	۳/۹	۲/۷	۳/۲

پاسخ حاصل از تحلیل‌های تاریخچه زمانی در ساختمان ٦ طبقه سبب تولید نیازهای کم‌تری در طبقات پایین‌تر شده اما سبب ایجاد نیازهای حداکثر بالاتری در ستون‌های طبقه پنجم می‌گردد. به‌طور مشابه، نیازهای مؤلفه‌ای در طبقات فوقانی ساختمان ۱۰ طبقه نشان می‌دهد که روش‌های بارافزون، تغییرشکل‌ها و توانایی تسلیم در این طبقات را در حد پایین تخمین می‌زند.

جدول ٦ خلاصه‌ای از نیازهای شکل‌پذیری برای ساختمان ٦ طبقه تحت اثر الگوهای مختلف بار جانبی

طبقه	نیازها	NSP-1	NSP-2	NSP-3	NSP-4
کلی		٤/٤	٥/۲	٦/۲	٥/۸
طبقه اول	طبقه	٥/۸	۸/۳	۱۱/٦	۹/٦
	ستون	٦/٥	۹/٥	۱۲/٤	۱۰/٦
	تیر	۷/۷	۱۰/۷	۱۲/۹	۱۱/٤
طبقه سوم	طبقه	٥/۰	٥/۱	٥/۱	٥/۱
	ستون	۱/۲	۲/٥	۳/٦	۲/۸
	تیر	٦/۳	۷/۲	۷/۲	٦/۹
طبقه پنجم	طبقه	٤/٥	۳/٤	۱/٥	۲/٥
	ستون	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰
	تیر	٥/٤	۳/۷	۱/۷	۱/٥

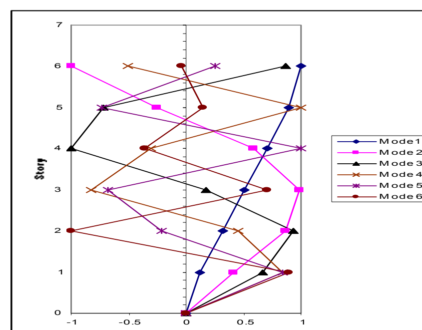
جدول ۷ خلاصه‌ای از نیازهای شکل‌پذیری برای ساختمان ۱۰ طبقه تحت اثر الگوهای مختلف بار

طبقه	نیازها	NSP-1	NSP-2	NSP-3	NSP-4
کلی		٤/٥	٥/۰	٦/٤	٥/۷
طبقه اول	طبقه	۷/۳	۹/٦	۱۲/۹	۱۱/۸
	ستون	۸/۳	۱۲/٦	۱٦/٥	۱۳/۸
	تیر	۸/٤	۱۲/۲	۱۷/۲	۱٥/۳
طبقه سوم	طبقه	٥/۸	٦/۱	٦/۸	٦/٥
	ستون	۲/۳	۱/۹	۱/۷	۱/۸
	تیر	۷/۷	۷/٥	۱۰/۰	۸/٥
طبقه پنجم	طبقه	٥/٤	٤/٦	۳/٦	٤/۰
	ستون	۱/٤	۲/۰	۲/۳	۲/۲
	تیر	۷/۰	٥/۳	۳/٤	٤/٤
طبقه نهم	طبقه	۲/٤	۱/۱	–	–
	ستون	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰
	تیر	۲/٦	۱/۱	۰/۰	۰/۰

تاثیر مدهای بالاتر بر نیازهای لرزه‌ای

تأثیرات مدهای بالاتر بر نیاز لرزه‌ای به مشخصات حرکت زمین و خصوصیات سیستم سازه‌ای شدیداً وابسته می‌باشد. در حالی‌که مشخصات حرکت زمین یک پارامتر ورودی مستقل است، خصوصیات دینامیکی سیستم سازه‌ای به‌طور قابل‌ملاحظه‌ای متأثر از محتوای فرکانسی حرکت زمین می‌باشد. با تغییرات تکراری در سختی سیستم، نسبت‌های مودال نیز اصلاحاتی را تجربه می‌نمایند. مقادیر حداکثر زمان‌های تناوبمودی (که با رفتار غیرالاستیک و تسلیم مرتبط هستند) با مقادیر حداکثر ضرایب مشارکت مودی ارتباط دارند، و این مقادیر ارتباط شدیدی با گام‌های زمانی دارند که در نیازهای حداکثر طبقه اتفاق می‌افتد.

در صورتی که نیروهای اینرسی، حاصل از حاصل‌ضرب جرم طبقه در شتاب طبقه، را در زمانی به‌دست آوریم که حداکثر نیازهای تغییرمکان نسبی در هر طبقه اتفاق می‌افتد، آن‌گاه مشخص می‌شود که نیازهای حداکثر در هر طبقه در زمان‌های متفاوت و با نیروهای اینرسی کاملاً متفاوتی رخ می‌دهند. در نظر گرفتن توزیع قائم نیروهای اینرسی برای روندهای استاتیکی مهم است و چنین تغییراتی را فقط می‌توان با تغییر نسبت‌های مودی در سیستمی که از حالت الاستیک به غیرالاستیک می‌رود ایجاد نمود. شکل (۱۱) نشان می‌دهد که چگونه اشکال مودی به‌طور پیوسته در طول تاریخچه‌ی پاسخ تغییر می‌کنند.



شکل ۱۱تغییرات اشکال مودی ساختمان ٦ طبقه در طول تاریخچه‌ی پاسخ

اشکال مودی نشان داده‌شده در این شکل، مربوط به زمان‌های بحرانی می‌باشندکه حداکثر تغییرمکان نسبی در هر طبقه رخ می‌دهد. در حقیقت این تغییرات به‌طور هم‌زمان در نیروهای اینرسی نیز منعکس می‌شود. در زمانی که طبقه‌ی اول حداکثر نیاز خود را تجربه می‌نماید، شکل مودی اول، توزیع بار یک‌نواخت دستورالعمل FEMA را شبیه‌سازی می‌نماید. در گام زمانی که حداکثر تغییرمکان نسبی طبقه‌ی پنجم ضبط می‌شود، شکل مودی اول انحراف قابل ملاحظه‌ای از حالت الاستیک اولیه دارد که سبب وارد آمدن تغییرشکل بیش‌تر به طبقات بالاتر نسبت به طبقات پایین‌تر می‌گردد. تأثیر قابل ملاحظه‌ی مد دوم در تغییرمکان نسبی بین طبقات چهارم و پنجم زمانی مشخص می‌شود که سیستم از فاز الاستیک به غیرالاستیک می‌رود. به‌طور مشابه، دیده می‌شود که مد سوم تغییرمکان نسبی را بیش‌تر در سطوح میانی تحت تأثیر قرار می‌دهد، اگر چه تفاوت نسبی قابل ملاحظه نمی‌باشد. این مشاهدات بار دیگر اهمیت منظور نمودن اشکال مودی در حالت‌های مختلف سختی سیستم را مشخص می‌نماید.

نتیجه‌گیری

استاندارد طراحی لرزه‌ای موجود در ایران بر اساس روش‌های الاستیک است که در آن از ضرایب کاهش نیرو استفاده می‌گردد. به‌منظور ارزیابی عملکرد مورد انتظار یک ساختمان، چنین روشی اساساً نیازهای کلی را ارائه می‌دهد. در حال حاضر، دستورالعمل به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، تمرکز ارزیابی لرزه‌ایرا از نیازهای کلی به نیازهای محلی اعضای سازه‌ای معطوف داشته است. در این راستا، روندهای استاتیکی شامل تحلیل‌های بارافزون نسبت به روندهای تاریخچه زمانی مقبولیت بیش‌تری یافته‌اند. اگرچه روندهای مذکور

اطلاعات مهمی را در خصوص مکانیزم‌های انهدام و آسیب‌پذیری ارائه می‌دهند، اما اساساً اطلاعات فوق برای سازه‌هایی اطمینان‌بخش می‌باشد که در مد اول پاسخ قرار دارند.در این راستا، مقاله‌ی حاضر به بررسی و اعتبارسنجی روش‌های استاتیکی موجود برای تخمین نیازهای دینامیکی ساختمان‌های بتن‌آرمه تحت اثر زلزله‌های حوزه‌ی دور و نزدیک، که میزان مشارکت مدهای بالاتر سازه افزایش می‌یابد،پرداخته و نتایج حاصل از آن‌ها را ارائه نمود. در زیربه خلاصه‌ای از این نتایج اشاره می‌شود:

۱- طراحی یک ساختمان به‌منظور حصول یک نیاز شکل‌پذیری خاص، می‌تواند منجر به نیازهای بیش‌تر در سطوح محلی گردد.

۲- از آن‌جایی که الگوی بارجانبی مورد استفاده در تخمین نیازها، تاثیر قابل‌ملاحظه‌ای بر نیازهای محاسبه‌شده دارد، در هنگام استفاده از روش‌های استاتیکی غیرخطی باید دقت کافی در انتخاب الگوی بارجانبی صورت پذیرد.

۳- روش‌های بارافزون در سطوح فوقانی سازه نیازهای لرزه‌ای را در حد پایین‌تری (در برخی رکوردها، تا میزان ۱۰۰درصد) تخمین می‌زنند، که این امر اهمیت ارتباط مشارکت مدهای بالاتر را در سازه‌های میان‌مرتبه و بلندمرتبه تحت اثر زمین‌لرزه‌های نزدیک گسل مشخص می‌نماید.

٤- نیازهای به‌دست آمده براساس مقادیر حداکثر نمی‌توانند اثرات تجمعی ناشی از کاهش تناوبی را در نظر بگیرند و روش دستورالعمل به‌سازی لرزه‌ای در هنگامی که مشارکت مدهای بالاتر دارای اهمیت می‌گردد نمی‌تواند به‌طور مناسبی حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقات را در سطوح فوقانی پیش‌بینی نماید.

۵- روش‌های استاتیکی غیرخطی قادر به اعمال تغییرات مودهای دینامیکی ناشی از اعمال بارهای غیرالاستیک نیستند.

٦- توزیع نیروی اینرسی، که ارتباط نزدیکی با تغییرشکل‌های طبقه دارد، به‌طور پیوسته با تغییر زمان تناوبمودی و اشکال مودی در طول پاسخ غیرالاستیک تغییر می‌نماید که این تغییرات نیروهای اینرسی در روش‌های استاتیکی منعکس نمی‌گردد.

مراجع

1. American Society of Civil Engineers,"Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", FEMA-356, Washington D.C., (2000).

۲. دستورالعمل به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، نشریه‌ی شماری ۳٦۰، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، معاونت امور فنی، دفترامورفنی، تدوین معیارها وکاهش خطرپذیری ناشی از زلزله، (۱۳۸۵).

3. FEMA-350, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-rameBuildings, Developed by the SAC Joint Venture for the Federal EmergencyManagement Agency, Washington D.C., (2000).

4. Applied Technology Council (ATC), Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volumes 1 and 2, Report No. ATC-40, Redwood City, CA., (1996).

5. Maniatakis, C.A., Psycharis, I.N. and Spyrakos, C.C., "Effect of higher modes on the seismic response and design of moment-resisting RC frame structures", *Engineering Structures*, 56, pp. 417-430, (2013).

6. Chopra, A.K. and Goel, R., “A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, pp. 561-582, (2002).
7. Jan, T. S., Liu, M. W., Kao, Y. C., “An upper-bound pushover analysis procedure for estimating seismic demands of high-rise buildings”, *Engineering Structures*, 26, pp. 117-128, (2004).
8. Chopra, A. K, Goel, R. K, Chintanapakdee, C., “Evaluation of a modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands”, *Earthquake Spectra*, 20(3), pp.757-778, (2004).
9. Kalkan, E. and Kunnath, K., “Adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures”, *Journal of Structural Engineering*, 132(11), pp. 1721-1731, (2006).
10. Mortezaei, A., Ronagh, H.R., Kheyroddin, A., Ghodrati Amiri, G., “Effectiveness of modified pushover analysis procedure for the estimation of seismic demands of buildings subjected to near-fault earthquakes having forward directivity”, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 20(6), pp. 679-699, (2011).

۱۱. مرتضایی، علیرضا، "پاسخ دینامیکی ساختمان‌های بتن‌آرمه به زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک"، رساله دکتری، دانشگاه سمنان، سمنان، (۱۳۸۹).

12. Somerville, P. G., “Development of an improved representation of near-faultground motions”, *SMIP98 Proceedings of the Seminar on Utilization of Strong-Motion Data*, Oakland, CA, Sept. 15, California Division of Mines and Geology,Sacramento, pp. 1-20, (1998).